

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.05.013

材料性能劣化对刚构桥地震易损性的影响分析*

傅沛瑶¹, 徐略勤¹, 龚 恋¹, 李建中²

(1. 重庆交通大学土木工程学院, 重庆 400074; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 为了揭示山区服役环境下材料性能劣化对桥梁抗震安全性的影响, 根据混凝土碳化和钢筋锈蚀规律得到山区环境下材料劣化时变模型, 采用基于需求能力比(D/C)的动力增量分析(IDA)方法, 提出了桥梁时变地震易损性分析流程。围绕某山区典型高墩刚构桥, 研究了桥梁构件和体系两个层次的地震易损性时变规律。结果表明: 构件塑性发展程度越高, 材料劣化的影响越不利, 构件曲率延性系数也越大; 相比于横桥向, 材料劣化对构件纵向地震易损性的影响更大, 且服役时间越长, 构件地震损伤概率越高; 桥梁体系的损伤概率上限高于任意构件, 材料劣化的不利影响也主要体现于纵桥向, 该方向上0.8g时, 服役100年的严重受损概率相比新桥增大100.86%; 材料劣化对桥梁地震易损性的影响不容忽视, 且构件层面的易损性评估不足以反映桥梁体系的易损性。

关键词: 桥梁工程; 时变易损性; 高墩刚构桥; 材料劣化; 关键构件; 桥梁体系

中图分类号: U442.5+5 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2020)05-0779-10

Effect of Material Deterioration on the Seismic Fragility of Rigid Frame Bridges

FU Peiyao¹, XU Lveqin¹, GONG Lian¹, LI Jianzhong²

(1. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to reveal the effect of material performance degradation on the seismic safety of bridges in mountainous service environments, time-dependent models of material deterioration in mountainous areas were obtained according to the laws of concrete carbonization and reinforcement corrosion, and a time-dependent seismic vulnerability analysis process for bridges was proposed by adopting the incremental dynamic analysis (IDA) based on the demand to capacity ratio (D/C ratio). Based on a typical rigid frame bridge with high piers in a certain mountainous area, the time-dependent laws of seismic vulnerability corresponding to the bridge components and the system were studied. The results show that with higher degree of plasticity development the bridge components, the influence of material deterioration is more significant, and greater curvature ductility coefficients can be anticipated within the components. The material deterioration has a greater impact on the seismic vulnerability of the components along the longitudinal direction compared to that along the transverse direc-

* 收稿日期:2018-07-31;修回日期:2018-09-06

基金项目:重庆市基础与前沿研究计划项目(cstc2015jcyjA30014)、国家自然科学基金资助(51408089)、重庆交通大学研究生教育创新基金项目(2018S0121)、国家重点研发计划重点专项子课题(2016YFC0802206-3)资助

作者简介:傅沛瑶(1994-),女,硕士研究生。主要从事桥梁抗震研究。Email: 1169570571@qq.com

通讯作者:徐略勤(1983-),男,副教授,博士。主要从事桥梁抗震研究。Email: xulueqin@163.com

tion. With a longer service life, the components suffer a higher level of damage probability. The upper limit of damage probability of the bridge system is higher than that of any components, and the adverse effect of material deterioration is also mainly reflected in the longitudinal direction. The extensive damage probability for a bridge in service for 100 years is increased by 100.86% at 0.8g due to material deterioration along the longitudinal direction in comparison with a newly-built bridge. The effect of material deterioration on the seismic vulnerability of bridges cannot be ignored, and the vulnerability assessment at the component level is not sufficient to reflect the vulnerability of the bridge system.

Keywords: bridge engineering; time-dependent seismic vulnerability; rigid frame bridge with high piers; material deterioration; critical components; bridge system

引 言

近年来,我国西部地区强震不断,给交通基础设施带来了严峻的安全隐患。西部多山,在山区高湿度、大温差的服役环境下,材料性能劣化是影响桥梁结构耐久性的主要原因,也是影响桥梁抗震安全的重要因素。钢筋混凝土材料劣化后,力学性能衰退,致使构件截面刚度退化,延性下降,桥梁整体动力特性和抗震性能也随服役时间增长而改变^[1]。在阪神地震中,服役龄期较长的结构震害明显更重,调研表明材料性能劣化是主要原因之一^[2]。汶川震害调查也发现倒塌的结构中存在大量钢筋锈蚀、混凝土碳化的现象^[3]。可见,在评价现役桥梁的抗震安全时,材料性能劣化非常关键。

地震易损性分析已成为一种对在役结构进行抗震安全评估的有效工具,其分析方法可分为3类:经验法、试验法和理论法。经验法有一定的主观性,且受制于震害样本偏少;试验法主要针对构件,且研究成本较高;理论法最受关注,使用最广泛。根据研究对象、手段和角度的不同,理论分析方法的差别很大,如B.G.Nielson等^[4]基于Monte Carlo法对美国加州典型公路桥梁开展了易损性研究;张菊辉等^[5]基于位移延性比探讨了墩高、支座及配箍率对规则桥梁地震易损性的影响;F.H.Dezfuli等^[6]基于云图法研究了加拿大魁北克地区典型连续梁桥的地震易损性;于晓辉等^[7]基于云图一条带法得到群体结构的地震易损性;B.Wei等^[8]探讨了固定摩擦支座对高铁连续梁桥地震易损性的影响。可见国内外对结构地震易损性的研究已非常广泛,但同时考虑服役性能劣化是近些年才开始受到重视的^[9-10]。目前,对考虑材料性能劣化的易损性研究主要针对近海桥梁,因为氯盐环境对钢筋混凝土的侵

蚀作用非常大。实际上,在内陆山区高湿度、大温差作用下,混凝土容易开裂,进而导致钢筋锈蚀等服役性能退化现象,如前文提及的汶川震害调研现象。因此,材料退化应成为所有在役桥梁抗震评估的必要考虑因素。

西部地区地形崎岖,沟壑纵横,对桥梁建设提出了很高的要求,高墩连续刚构桥在中等跨径范围内(100~250 m)是适应性最好的桥型之一,在西部地区被广泛采用。本文针对这类典型桥梁,考虑材料性能劣化,提出采用基于需求能力比 D/C 的增量动力分析IDA法的时变地震易损性曲线建立流程,为高烈度山区的桥梁抗震安全评估提供参考。

1 基于材料劣化的时变地震易损性分析方法

1.1 材料劣化模型

锈蚀将导致钢筋的强度、延性等力学性能指标发生劣化。本文结合山区服役环境,采用牛荻涛^[11]的研究成果,按下式考虑钢筋初锈时间:

$$t = \left(\frac{d - x_0}{k} \right)^2 \quad (1)$$

式中, d 为混凝土保护层厚度(mm); x_0 、 k 分别为混凝土碳化残量(mm)和碳化系数,碳化系数与服役环境的温度、湿度有关,详见文献[11]。

按如下模型分别考虑钢筋屈服和极限强度降低系数 $k_y(t)$ 和 $k_u(t)$:

$$k_y(t) = [0.985 - 1.028\eta_s(t)] / [1 - \eta_s(t)] \quad (2)$$

$$k_u(t) = [0.986 - 1.103\eta_s(t)] / [1 - \eta_s(t)] \quad (3)$$

式中, $\eta_s(t)$ 为锈蚀钢筋截面损失率,可表达为 $\eta_s(t) = [d_0^2 - d^2(t)] / d_0^2$, d_0 、 $d(t)$ 分别为钢筋初始直径(mm)和锈蚀后直径(mm), $d(t)$ 的表达式详见

文献[11]。

钢筋极限应变 $\delta_u(t)$ 的劣化模型为：

$$\delta_u(t) = [0.874 - 0.012\eta_s(t)] \times \delta_{u0} \quad (4)$$

式中， δ_{u0} 为钢筋的初始极限应变，可取0.15。

非约束混凝土抗压强度的劣化模型根据牛荻涛^[11]的研究，按下式计算：

$$f_{ck,t+1} = \eta_c(t) f_{ck,t} / \eta_c(t+1) \quad (5)$$

$$\eta_c(t) = 1.4529e^{[-0.0246(\ln t - 1.7154)^2]} \quad (6)$$

式中， $f_{ck,t}$ 为服役时间 t 时混凝土的轴心抗压强度(MPa)； $\eta_c(t)$ 为时变函数。

对于约束混凝土，可采用锈蚀的箍筋和纵筋的劣化模型(式(1)~(3))，通过Mander模型^[12]来计算其极限强度和极限应变。

1.2 构件损伤指标

本文桥例为高墩连续刚桥，高墩延性较好，抗剪能需比一般在几十以上^[13]，因此抗剪不作为本文的损伤指标，而对于盆式支座，由于其纵向允许位移达250 mm，远大于本文的位移响应(101 mm左右)，此外目前关于盆式支座损伤状态的研究很少，因此本文也没有对支座进行损伤分析；如何量化桥台损伤指标的相关研究较少，故本文仅考虑墩柱的损伤。

对于墩柱的损伤状态，延性指标应用最广泛。本文采用曲率延性系数 μ_ϕ 作为墩柱的损伤指标：

$$\mu_\phi = \phi / \phi_y \quad (7)$$

式中， ϕ 、 ϕ_y 分别为墩柱控制截面的曲率需求和屈服曲率。

根据破坏状态和承载能力退化规律，墩柱的损伤等级有不同的划分方法。基于截面弯矩—曲率曲线特征，本文定义了4个损伤等级，见表1。其中， μ_0 、 μ_y 、 μ_u 分别对应控制截面外层钢筋首次屈服、等效屈服和核心混凝土压溃时的曲率延性系数，计算方法见文献[14]。

1.3 时变地震易损性曲线建立方法

采用基于需求能力比 D/C 的增量动力分析IDA建立时变地震易损性曲线，具体过程如下：

(1) 根据桥梁服役状态，选取服役龄期间隔(如10年)，根据材料劣化模型分别建立对应于各服役龄期的桥梁非线性分析模型；

(2) 根据桥梁场地条件选取 n 组地震动记录，

表1 墩柱损伤状态等级

Table 1 Damage levels for columns

损伤状态	状态描述	损伤指标
无损伤	出现细小裂缝，构件处于弹性状态	$\mu < \mu_0$
轻微损伤	纵筋开始屈服，混凝土裂缝数量增加	$\mu_0 < \mu < \mu_y$
中等损伤	出现局部塑性铰，保护层混凝土开始剥落，可见裂缝开展	$\mu_y < \mu < \mu_u$
严重损伤	塑性铰完全形成，出现较大宽度裂缝，塑性铰区混凝土剥落	$\mu_u < \mu$

文献[15]建议15~20组，以目标谱PGA(后文将进一步论述)作为地震强度指标IM；

(3) 对地震强度指标IM进行调幅，分别针对每个服役龄期的桥梁模型执行IDA分析；

(4) 针对每一组地震动，获取关键构件的地震响应需求 D ，并根据构件损伤指标确定各损伤等级下的抗震能力 C ，由此建立各构件 D/C 随IM变化的IDA曲线；

(5) 对 n 组IDA曲线采用对数回归法进行多项式拟合，得到回归参数，然后利用式(8)~(10)计算第 i 构件产生损伤等级 S 的超越概率IDA曲线：

$$\lambda_{Si} = \ln(D_i / C_{Si}) = a_{Si} (\ln(\text{IM}))^2 + b_{Si} \ln(\text{IM}) + c_{Si} \quad (8)$$

$$\sigma_{Si} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\lambda_{Si} - \lambda_{Si}^j)^2 / (n-2)} \quad (9)$$

$$P_{Si} \left(\frac{D_i}{C_{Si}} \geq 1 \mid \text{IM} \right) = P_{Si} (\lambda_{Si} \geq 0 \mid \text{IM}) = \Phi \left(\frac{\lambda_{Si}}{\sigma_{Si}} \right) \quad (10)$$

式中， λ_{Si} 为第 i 个构件产生损伤等级 S 的需求能力比对数回归均值； C_{Si} 为第 i 个构件对应损伤等级 S 的抗震能力； D_i 为第 i 个构件的地震响应需求； a_{Si} 、 b_{Si} 、 c_{Si} 为拟合回归系数； σ_{Si} 为标准差，反映 n 组地震动计算结果与回归均值的离散程度； λ_{Si}^j 为第 i 个构件在第 j 组地震波作用下产生损伤等级 S 的需求能力比； P_{Si} 为第 i 个构件在地震强度为IM时产生损伤等级 S 的超越概率；

(6) 重复步骤(5)，获取桥梁在不同服役龄期下各个构件的地震易损性曲线；

(7) 采用一阶界限法计算桥梁结构体系的损伤超越概率，从而建立体系时变地震易损性曲线^[15]。计算公式如下：

$$\max_{k=1}^N \{P_{Si}\} \leq P_s^{sys} \leq 1 - \prod_{k=1}^N (1 - P_{Si}) \quad (11)$$

式中, N 是结构体系中关键构件的数目; P_s^{sys} 为桥梁结构体系发生损伤等级 S 的超越概率。

2 桥梁结构与地震动

2.1 算例概况与分析模型

某三跨连续刚构桥跨径布置为(85+148+85)m,如图1所示。主梁为变截面单室箱梁,梁高3.2~8.5m,采用C55混凝土。1#和2#双薄壁主墩高分别为98m和90m,横桥向宽为8m,顺桥向宽为2m,两肢薄壁间的净距为6m,设置3道横系梁,采用C40混凝土,纵筋和箍筋均采用HRB335级钢筋,其中主筋直径为28mm,箍筋直径为12mm。主墩承台下设置9根群桩基础,桩径为2m,桩长为25m,采用C30混凝土。0#和3#重力式桥台上分别设盆

式支座,最大容许位移为250mm。

采用OpenSEES软件建立全桥分析模型,主梁用线弹性梁单元模拟;双薄壁墩用弹塑性纤维单元模拟,其中,混凝土采用Kent-Scott-Park模型,钢筋采用Giuffrè-Menegotto-Pinto模型;盆式支座活动方向按理想弹塑性弹簧进行考虑,并考虑摩擦的影响,摩擦系数取2%;桩-土相互作用采用集中土弹簧模拟;桥台-背土相互作用用文献[16]中提出的三类弹簧模型来表征,其中,纵向弹簧采用带初始间隙的理想弹塑性本构,横向弹簧和竖向弹簧分别采用理想弹塑性和线弹性本构,如图1所示。

2.2 地震动输入

以 V_{S30} 作为场地类型的特征参数,选取15组II类场地非脉冲非近场地震动时程记录,每组均包含水平向和竖向加速度时程波,其中竖向时程波取水平向的0.5倍进行输入,见表2。由于桥例自振周期

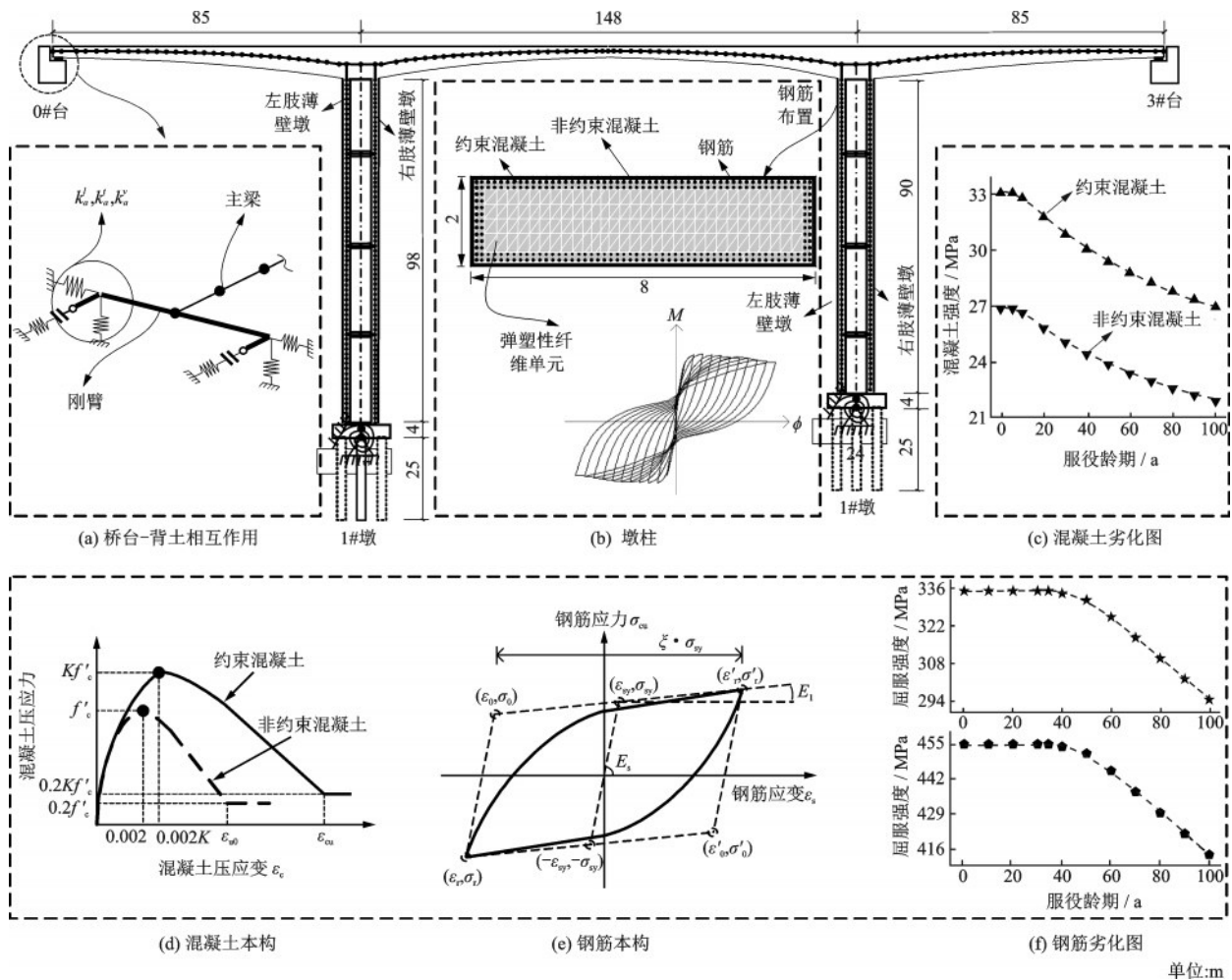


图1 桥例与有限元建模

Fig. 1 Illustrative bridge and the finite element model

较长(纵向第一阶周期为 6.97 s),传统的峰值调幅法会导致较大的离散性。因此,本文通过细则^[17]生成 0.6g 设计反应谱(目标谱),在 IDA 分析时采

用目标谱 PGA 进行调幅,即保证每条地震波对应的反应谱在桥例基本周期处的竖标值相同,如图 2 所示。

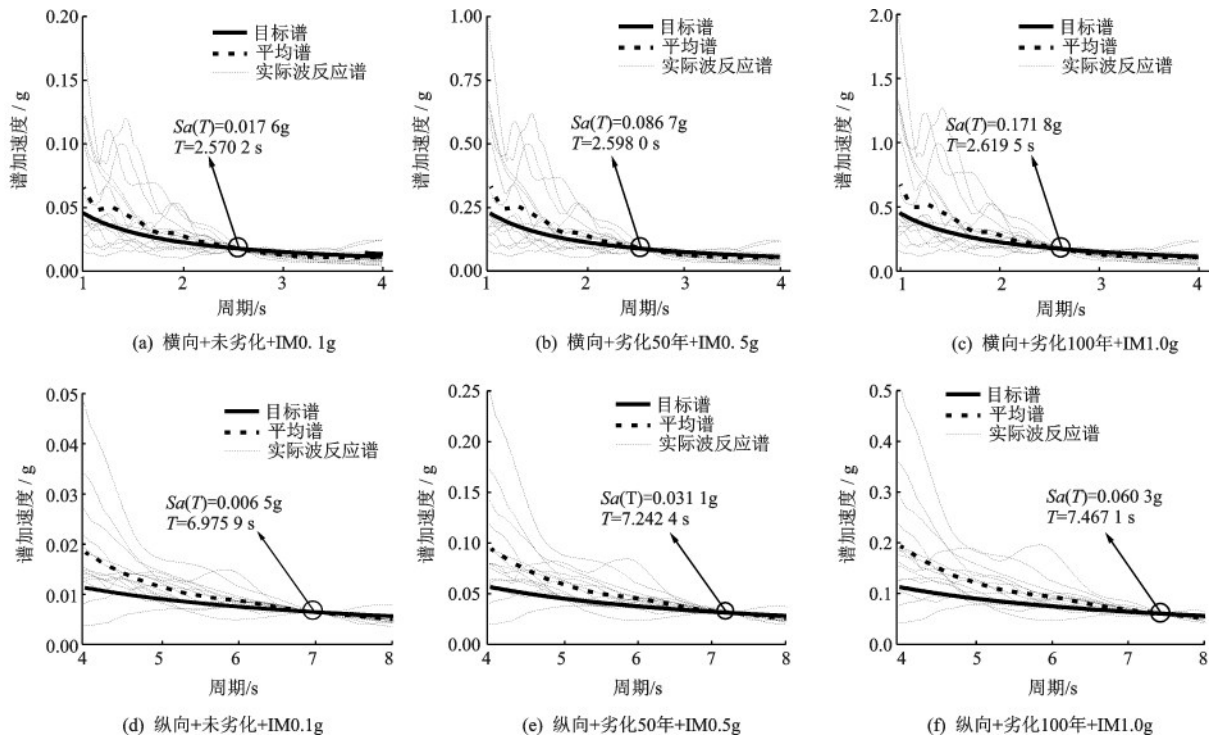


图 2 地震波调幅方法典型例子

Fig.2 Typical examples of scaling method of ground motions

表 2 地震动时程波

Table 2 Ground motion records

序号	地震事件	发生年份	站点	震级	$V_{s30}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	场地 类型	水平 分量
1	Borrego	1942	El Centro Array #9	6.5	213.44	II	000
2	Borrego Mtn	1968	El Centro Array #9	6.63	213.44	II	180
3	Borrego Mtn	1968	LA - Hollywood Stor FF	6.63	316.46	II	090
4	Borrego Mtn	1968	LB - Terminal Island	6.63	217.92	II	249
5	Borrego Mtn	1968	Pasadena - CIT Athenaeum	6.63	415.13	II	180
6	Borrego Mtn	1968	San Onofre - So Cal Edison	6.63	442.88	II	033
7	Borrego Mtn	1968	Los Angeles - So Cal Edison	6.63	376.07	II	218
8	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 8W	6.36	256.82	II	000
9	San Fernando	1971	Borrego Springs Fire Sta	6.61	338.54	II	135
10	San Fernando	1971	Maricopa Array #1	6.61	303.79	II	130
11	Coyote Lake	1979	SJB Overpass Bent 3 g.l.	5.74	367.43	II	067
12	Coyote Lake	1979	San Juan Bautista - Hwy 101/156 Overpass	5.74	362.98	II	067
13	Coyote Lake	1979	San Juan Bautista 24 Polk St	5.74	335.50	II	213
14	Chi-Chi, Taiwan-05	1999	KAU037	6.2	283.21	II	E
15	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 4W	6.36	410.4	II	000

3 关键构件地震需求时变规律

3.1 曲率延性系数的IDA时变曲线

采用曲率延性系数评价桥墩的抗震性能,曲率延性系数为截面曲率与其等效屈服曲率的比值,按式(7)计算,分析结果以15条波的平均值为准。由于结构基本对称,1#和2#墩的抗震性能几乎一致,

因此本文仅讨论1#墩。图3(a)为纵向沿墩高的曲率延性系数分布图(以1#墩左肢为例),可以看出,1#墩左肢的易损部位主要出现在墩底墩顶,1#墩的曲率延性系数随服役年限的增长而不断增大,100年时墩底曲率延性系数增大18.80%,墩顶截面增幅为10.34%(0.8g)。由图3(b~c)可以看出,两肢关键截面中,墩底截面的塑性程度较高,PGA不大于0.4g时,曲率延性系数随PGA线性增长,0.4g后,曲线出现离散性,材料劣化的影响彰显。

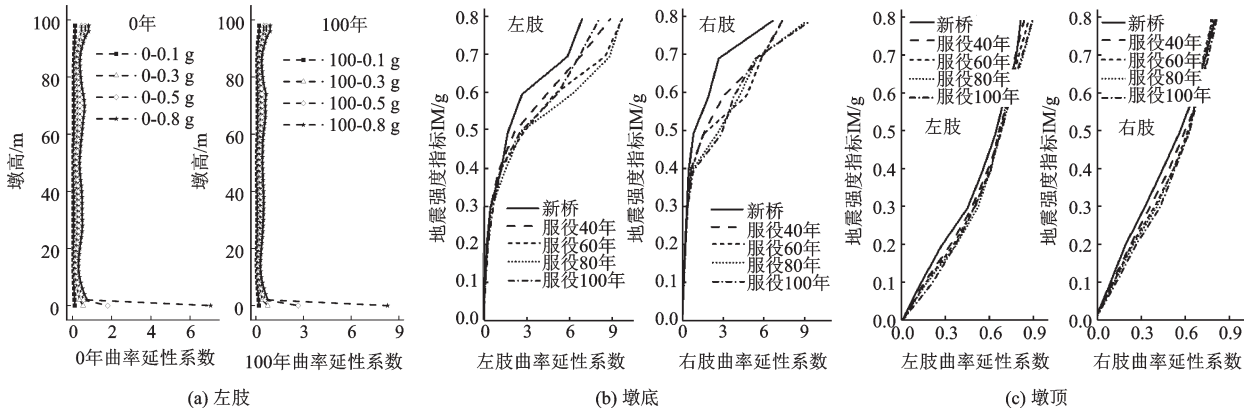


图3 1#墩纵向曲率延性的IDA时变曲线

Fig. 3 Time-independent IDA curves of curvature ductility of Pier 1# along the longitudinal direction

图4为横向曲率延性系数的分布情况,同样给出了墩底和墩顶截面的纵向曲率延性系数IDA时变曲线。可以看到,在横桥向,两肢关键截面塑性程度较小,墩顶截面曲率延性随PGA呈线性增长,劣化效应不明显;PGA大于0.7g后,墩底截面曲率延性迅速增加,劣化影响显现,如PGA为0.8g时,服役100年两肢的曲率延性系数为1.69(左肢)、1.77(右肢),相比新桥增长43.93%左右。对比纵向曲率延性的IDA时变规律可以发现,塑性较高的易损部位劣化效应明显。其原因在于截面塑性增加,曲率延

性随之增大,截面刚度迅速减小,而材料劣化对构件响应的本质影响是减小其截面刚度并降低其屈服强度(图1~2),故塑性程度越高劣化效应越明显。

3.2 IDA曲线的对数回归拟合

采用最小二乘法对D/C的IDA曲线进行拟合,利用式(8)得到关键构件在不同损伤状态下横、纵桥向的回归曲线,图5为未发生劣化时的严重损伤状态拟合曲线。可以看出,1#墩各关键截面横、纵

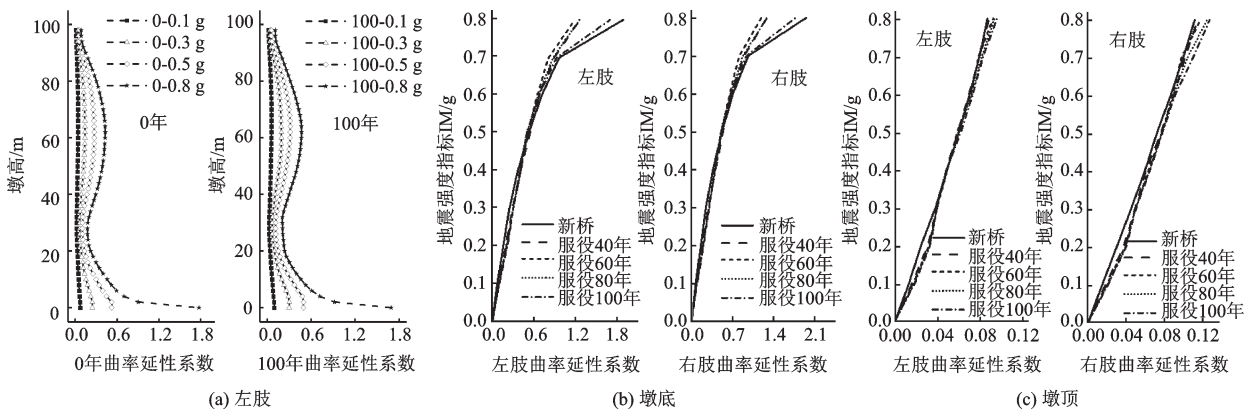


图4 1#墩横向曲率延性的IDA时变曲线

Fig. 4 Time-independent IDA curves of curvature ductility of Pier 1# along the transverse direction

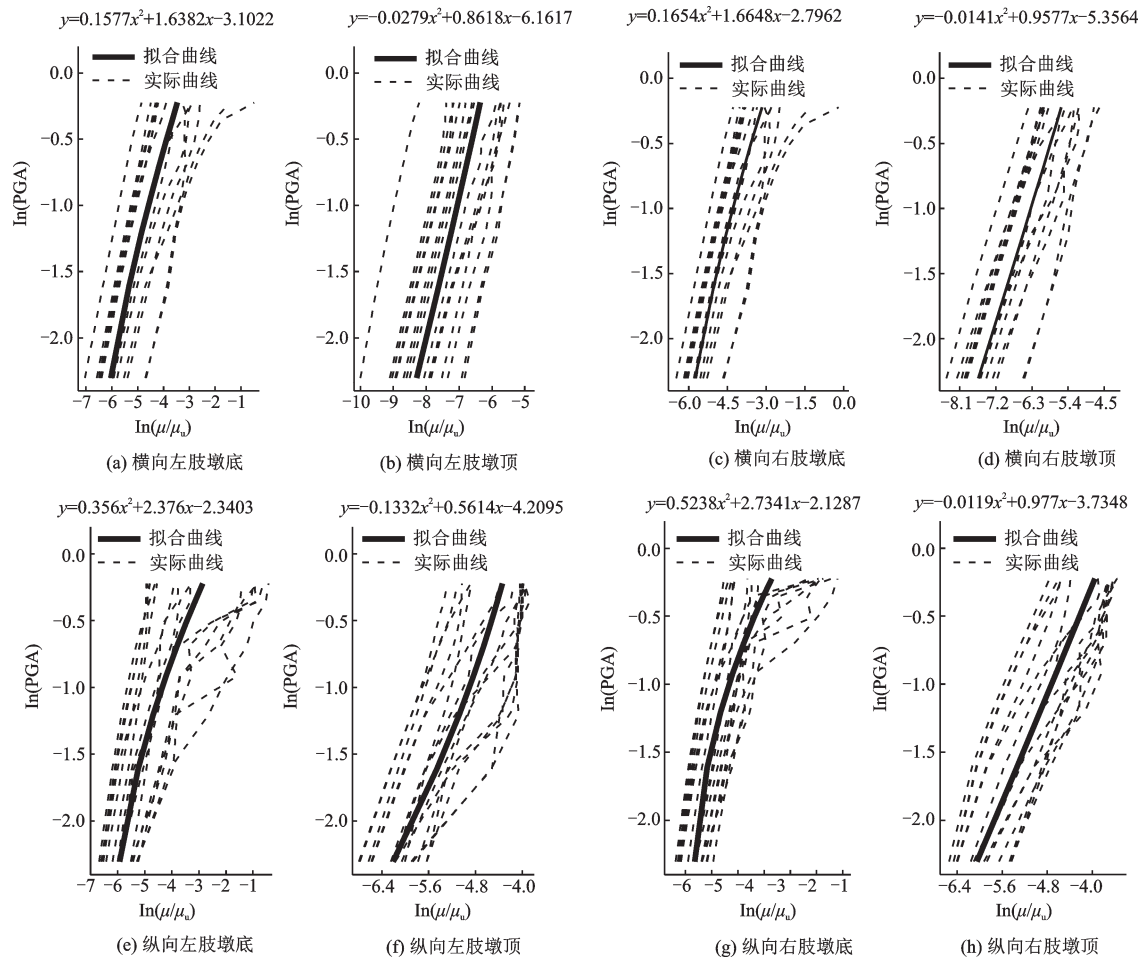


图5 未劣化时严重损伤状态的拟合曲线

Fig. 5 Fitting curves for the severe damage states before structural degradation

向的IDA曲线拟合情况较好。PGA较小时,墩底截面纵向处于弹性状态,曲率延性的发育程度较低,而墩顶截面则相反,已进入塑性状态。随着PGA的增大,纵向两肢关键截面在15条波下的IDA曲线出现分化,曲线间离散程度增加,截面曲率延性发育渐趋成熟,而横向则基本处于弹性状态。总体上看,相较于横向,纵向的塑性程度较高,且由于高阶振型的影响,纵向D/C的IDA曲线波动性较大。

4 时变地震易损性分析

4.1 构件时变地震易损性曲线

由图6可知,在横桥向,1#墩各关键截面几乎都不发生严重损伤,其中,墩底截面发生轻微和中等损伤的概率最大接近50.00%;而墩顶截面发生轻微和中等损伤的概率非常低。随着PGA的增大,各关键截面损伤的概率逐渐增加,时变曲线的带宽变化

却不尽相同,墩底及左肢墩顶截面劣化曲线的带宽随PGA呈先增后减的变化规律。服役年限的不同对墩底截面的损伤概率影响较小,如当PGA为0.8g时,在服役年限为0、40、100年下左肢发生轻微损伤的概率分别为48.62%、46.79%、49.69%,发生中等损伤的概率分别为40.04%、36.89%、41.00%;右肢的情况类似。服役年限对墩顶截面的损伤概率影响较大,如当PGA为0.8g时,服役期间轻微损伤超越概率的最大变幅为18.00%,但由于墩顶发生损伤的最大概率仅为0.60%,因此劣化的影响也非常有限。

如图7所示,在纵桥向,1#墩各关键截面发生损伤的概率明显较横桥向大,尤其是墩顶截面。随着PGA的增大,各关键截面的损伤概率逐渐增大。当PGA为0.8g时,墩底截面发生轻微损伤的概率最大为74.03%,发生严重损伤的概率最大为12.03%;墩顶截面发生轻微和严重损伤的最大概率分别为51.55%、 7.16×10^{-13} 。从材料劣化的影响来看,左

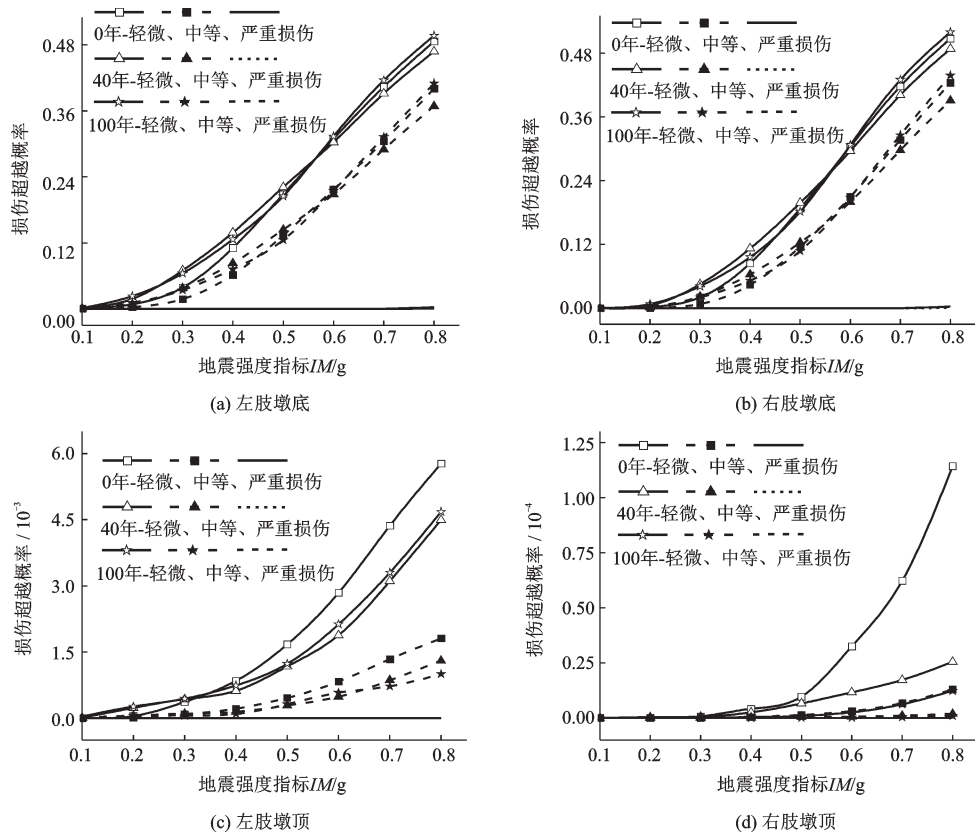


图6 1#墩关键截面横向易损性时变曲线

Fig. 6 Time-dependent vulnerability curves of critical sections of Pier #1 along the transverse direction

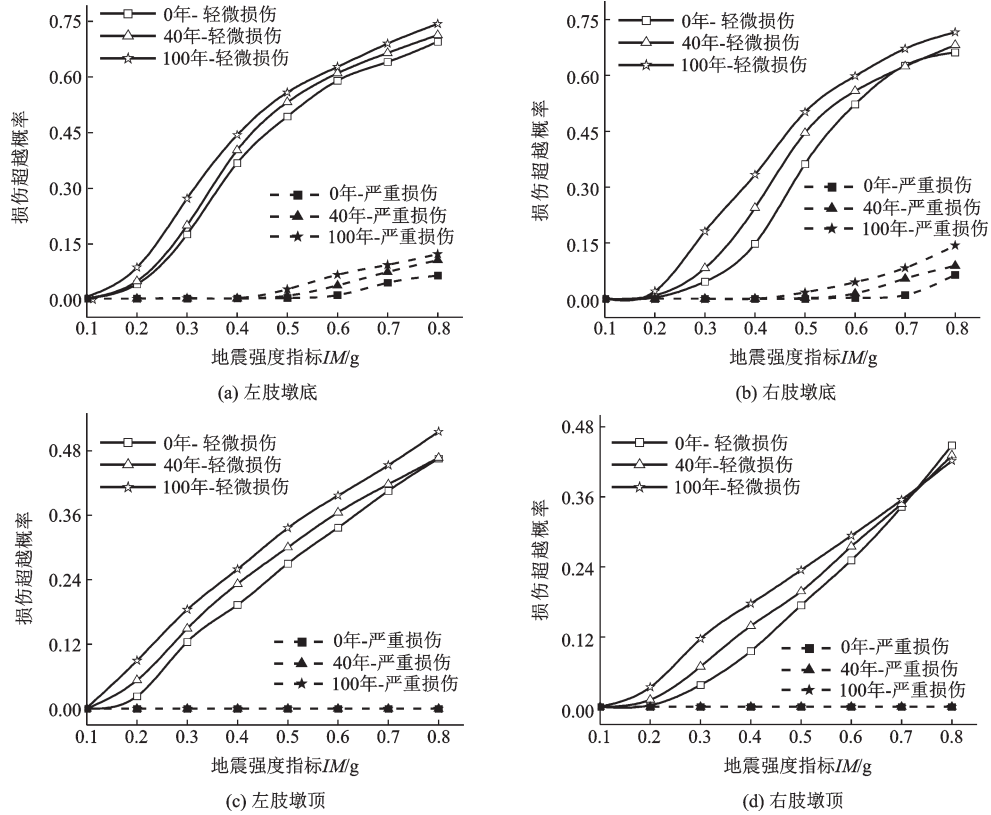


图7 1#墩关键截面纵向易损性时变曲线

Fig. 7 Time-dependent vulnerability curves of critical sections of Pier #1 along the longitudinal direction

肢关键截面轻微损伤概率曲线的带宽几乎保持不变,右肢关键截面的曲线带宽在0~0.7g间先增后减,在PGA大于0.7g以后逐渐增加。总体来说,材料劣化对纵桥向损伤概率的影响明显大于横桥向。在3个损伤状态中,严重损伤状态受材料劣化的影响最为明显,如在PGA为0.8g时,右肢墩底在服役40、100年的严重损伤概率与服役0年相比分别增大37.91%和122.75%;而轻微损伤概率与服役0年相比分别增大3.00%和8.21%,即服役年限越长,损伤概率越高。

4.2 桥梁体系地震易损性曲线

本文仅考虑墩柱的损伤,从图3和图4可以看出,1#墩的关键截面为两肢的墩底墩顶截面,因此本文在桥梁体系易损性计算中考虑两肢墩底墩顶截面的串联和并联。

由图8(a~b)可以看到,在横桥向,桥梁体系发生轻微、中等损伤的概率介于上、下限之间,由于按照各关键构件串联而成来计算,因此体系损伤概率上限大于任一构件的损伤概率。随着PGA的增加,

体系损伤概率的上、下限逐渐增大,其中,上限增长较快,0.8g时上限值为72.21%~75.93%(轻微损伤)、62.52%~66.92%(中等损伤)。与构件易损性曲线相似,材料性能劣化对体系轻微和中等损伤易损性的影响总体较小,且时变曲线各自的上、下限间存在相互交叉的现象。如图8(c)所示,当PGA在0.1g~0.6g变化时,桥梁体系几乎不会发生严重损伤;当PGA在0.6g~0.7g变化时,超越概率上、下限随PGA缓慢增长;当PGA大于0.7g以后,超越概率的上、下限陡增。由于体系发生严重损伤的概率普遍很小,远小于轻微和中等损伤的概率,因此材料劣化的影响总体也非常有限。

根据图9(a~b),在纵桥向,桥梁体系发生轻微、中等损伤的概率远大于横桥向,且材料劣化的影响也十分显著。随着PGA的增大,损伤概率上、下限值在0.1g~0.5g增速较快;当PGA增至0.5g后,损伤概率的上、下限增速放缓;当PGA达0.6g后,损伤概率的上限值接近1。当PGA较小时,损伤概率的上、下限时变曲线带宽较大,随着PGA的增加,带宽逐渐变小。从材料劣化的影响来看,随着服役年限

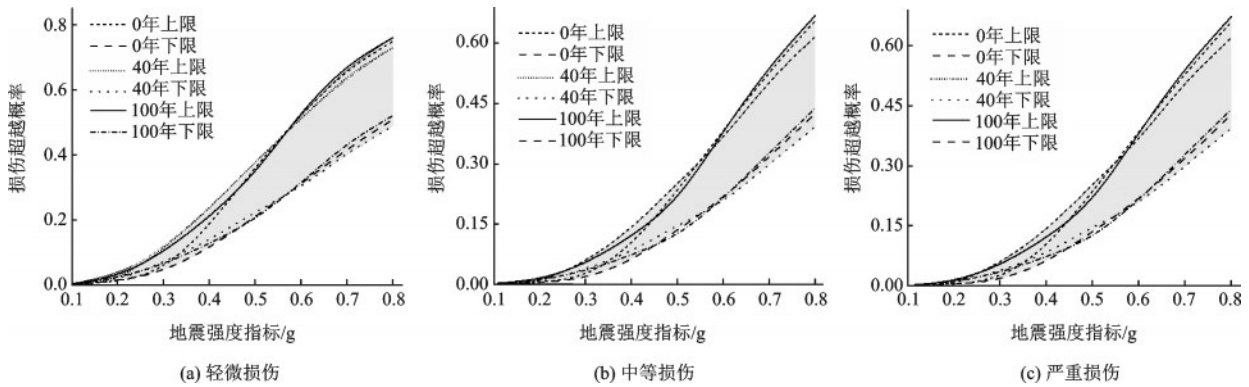


图8 桥梁体系横向易损性时变曲线

Fig. 8 Time-dependent vulnerability curves of the bridge system along the transverse direction

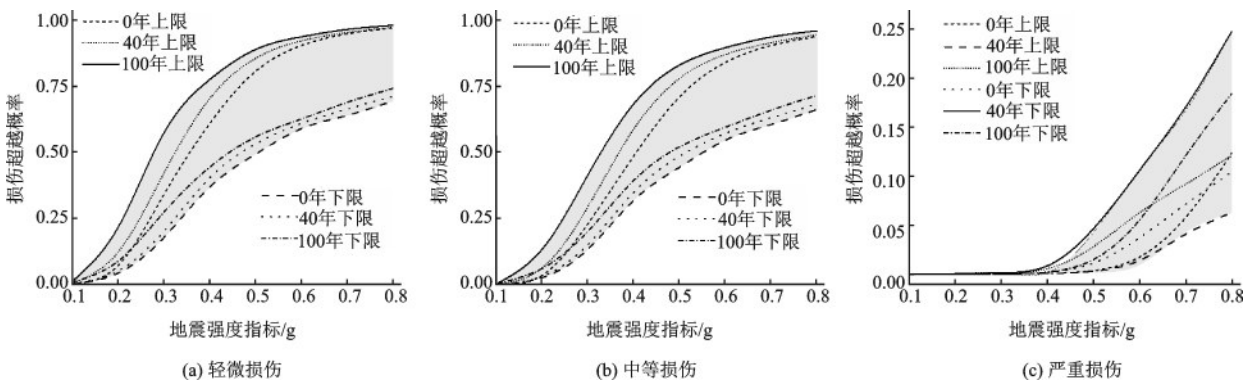


图9 桥梁体系纵向易损性时变曲线

Fig. 9 Time-dependent vulnerability curves of the bridge system along the longitudinal direction

的增长,体系损伤概率不断增大,但其上限最终都趋于1。如当PGA为0.3g时,体系在服役0、40和100年时产生轻微损伤的概率上限分别为96.93%、97.20%、97.93%,产生中等损伤的概率上限分别为94.05%、94.71%、96.17%,材料劣化的影响非常明显。如图9(c)所示,当PGA小于0.4g时,桥梁体系在纵向几乎不会发生严重损伤;当PGA增至0.4g后,体系严重损伤的超越概率迅速增大,其中上限值的增长尤其显著。随着PGA的增长,材料劣化对体系严重损伤概率的影响也不断增大,如当PGA为0.8g时,体系在服役0、40和100年时产生严重损伤的概率上限分别为12.27%、18.33%、24.65%,相比新桥(服役0年),服役40和100年的严重受损概率增大了49.36%、100.86%。可见,材料劣化的影响不可忽视。

5 结 论

本文以混凝土碳化和钢筋锈蚀为基础,得到山区环境下材料劣化时变模型。采用基于D/C的IDA法,提出了桥梁时变地震易损性分析流程。以一典型高墩刚构桥为实例,研究了桥梁构件和体系两个层次的地震易损性时变规律。主要结论如下:

(1)当PGA较小时,关键构件曲率延性系数近似线性增大,材料劣化的影响几乎可忽略;随着PGA的增大,材料劣化的影响越来越大,相比新桥,服役100年的曲率延性系数最大增幅超过40.00%。其原因在于材料劣化影响构件的刚度和屈服强度,塑性程度越高,材料劣化效应越明显。

(2)关键构件纵桥向的损伤概率明显高于横桥向,材料劣化对横桥向地震易损性的影响较低,但对纵桥向的影响很大。服役年限越长,纵向损伤概率越高,如在服役40和100年时,1#墩右肢严重损伤概率相比新桥分别增大37.91%、122.75%。

(3)桥梁体系的损伤概率大于任一构件,且纵桥向大于横桥向,如当PGA达0.6g后,体系在纵向出现轻微和中等损伤的概率上限均接近1,而在横桥向的上限分别为75.93%和66.92%。材料劣化的影响很大,且主要体现在纵桥向上,如当PGA为0.8g时,体系在服役40和100年时严重受损的概率相比新桥分别增大了49.36%、100.86%。

(4)高墩刚构桥的总体抗震性能较好,在所考虑的0.8g地震下严重受损的超越概率很低,构件低

于15.00%,体系低于25.00%。相对来说,纵桥向的损伤概率更高,且受材料劣化的影响不可忽略。此外,仅从构件层面进行桥梁地震易损性评估,可能会低估桥梁体系的损伤概率。

参考文献:

- [1] 李立峰,吴文朋,胡思聪,等.考虑氯离子侵蚀的高墩桥梁时变地震易损性分析[J].工程力学,2016,33(1):163-170.
Li L F, Wu W P, Hu S C, et al. Time-dependent seismic fragility analysis of high pier bridge based on chloride ion induced corrosion[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(1):163-170. (in Chinese)
- [2] Eeri. The Hyogo-ken Nanbu earthquake reconnaissance report[R]. Oakland: Earthquake Engineering and Research Institute, California, 1995.
- [3] 陈乐生,庄卫林,赵河清,等.汶川地震公路震害调查:桥梁[M].北京:人民交通出版社,2012.
Chen L Sh, Zhuang W L, Zhao H Q, et al. Report on highways' damage in the Wenchuan Earthquake: bridge [M]. Beijing: China Communications Press, 2012.(in Chinese)
- [4] Nielson B G, Desroches R. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(6): 823-839.
- [5] 张菊辉,管仲国.规则连续梁桥地震易损性研究[J].振动与冲击,2014,33(20):140-145.
Zhang J H, Guan Zh G. Seismic vulnerability analysis of regular continuous girder bridges[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(20):140-145. (in Chinese)
- [6] Dezfuli F H, Alam M S. Effect of different steel-reinforced elastomeric isolators on the seismic fragility of a highway bridge [J]. Structural Control and Health Monitoring, 2016, 24(2): 1-15.
- [7] 于晓辉,吕大刚.基于云图-条带法的概率地震需求分析与地震易损性分析[J].工程力学,2016,33(6):68-76.
Yu X H, Lyu D G. Probabilistic seismic demand analysis and seismic fragility analysis based on a cloud-stripe method[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(6): 68-76. (in Chinese)
- [8] Wei B, Yang T H, Jiang L Z, et al. Effects of friction-based fixed bearings on the seismic vulnerability of a high-speed railway continuous bridge [J]. Advances in Structural Engineering, 2018, 21(5):643-657.

(本文责编:周小潭)

(下转第810页)